

NGHIÊN CỨU THỰC NGHIỆM SỰ LÀM VIỆC CHỊU UỐN CỦA SÀN LIÊN HỢP THÉP – BÊ TÔNG NHỊP ĐƠN THEO TIÊU CHUẨN EN 1994-1-1:2004

Nguyễn Văn Cường^a, Nguyễn Trung Kiên^{b,*}, Vũ Anh Tuấn^b,

Nguyễn Quốc Cường^b, Nguyễn Thanh Hà^b

^aCông ty TNHH tư vấn Đại học Xây dựng, 55 đường Giải Phóng, quận Hai Bà Trưng, Hà Nội, Việt Nam

^bKhoa Xây dựng Dân dụng và Công nghiệp, Trường Đại học Xây dựng,
55 đường Giải Phóng, quận Hai Bà Trưng, Hà Nội, Việt Nam

Nhận ngày 23/04/2021, Sửa xong 24/05/2021, Chấp nhận đăng 25/05/2021

Tóm tắt

Trong bài báo này, hai mẫu kết cấu sàn liên hợp thép-bê tông sơ đồ dầm đơn giản với tỷ lệ 1:1 có các kích thước thực tế 2800 × 615 × 145 mm được chế tạo trong phòng thí nghiệm và tiến hành thí nghiệm uốn bốn điểm để đánh giá sự làm việc theo trạng thái giới hạn cực hạn và trạng thái giới hạn sử dụng. Thí nghiệm được thực hiện theo tiêu chuẩn EN 1994-1-1:2004. Kết quả thí nghiệm cho thấy giá trị tải trọng thí nghiệm trung bình tương ứng với độ võng cho phép 13,5 mm là 28,74 kN. Giá trị này bằng 85,2% so với kết quả xác định theo lý thuyết (33,73 kN) và bằng 63,0% so với tải trọng thí nghiệm trung bình cực hạn gây phá hoại mẫu (45,59 kN). Khi tải trọng thí nghiệm đạt đến 25 kN, sự trượt dọc giữa bê tông với tôn sóng được ghi nhận và tăng nhanh đến 3 mm. Sau khi xảy ra hiện tượng trượt dọc giữa bê tông với tôn sóng, tải trọng và độ võng cũng đồng thời tăng cho đến khi sàn bị phá hoại. Điều này đồng nghĩa với việc ứng xử của sàn là phá hoại dẻo

Từ khoá: sàn liên hợp thép - bê tông; thí nghiệm sàn liên hợp; khả năng chịu lực giới hạn; sự làm việc chịu uốn; uốn 4 điểm; trượt dọc.

EXPERIMENTAL RESEARCH ON BENDING BEHAVIOR EVALUATION OF SIMPLE SPAN COMPOSITE STEEL DECK-SLABS ACCORDING TO EN 1994-1-1:2004

Abstract

In this paper, two real scale (1:1) single span composite slab specimens with dimensions 2800 × 615 × 145 mm were fabricated in the laboratory and subjected to four-point bending test to verify its strength capacity under ultimate and serviceability limit states. Four-point bending tests were performed in accordance with European standard EN 1994-1-1:2004. Thanks to the experimental and theoretical analyses, the average loading value corresponding to the allowable deflection of 13,5 mm is 28,74 kN. This loading value is approximately 85,2 percent of predicted loading by theoretical calculation (33,73 kN) and reached 63,0 percent of ultimate loading (45,59 kN). The longitudinal slip between the concrete part and the decking was detected when the loading value reached 25 kN, and then rapidly increased to 3 mm. Together with the increasing of longitudinal slip, the loading and deflection increased consistently until the failure of the specimen. This latter implies that the steel-concrete composite slab is characterized by plastic behavior.

Keywords: composite steel deck-slabs; composite slab test; ultimate load-carrying capacity; bending behaviour; four-point bending test; slip behaviour.

[https://doi.org/10.31814/stce.nuce2021-15\(2V\)-03](https://doi.org/10.31814/stce.nuce2021-15(2V)-03) © 2021 Trường Đại học Xây dựng (NUCE)

*Tác giả đại diện. Địa chỉ e-mail: kienn3@nuce.edu.vn (Kiên, N. T.)

1. Giới thiệu

Hệ sàn liên hợp thép-bê tông là sự kết hợp giữa tôn sóng định hình và bê tông được đổ tại hiện trường. Tôn sóng định hình không những đóng vai trò là cốt thép chịu lực của sàn mà còn có vai trò thay thế cốt pha, sàn thao tác tạm trong quá trình thi công [1, 2]. Bề mặt của tôn được bố trí các gờ, gân nổi hoặc chìm nhằm tăng khả năng chịu lực trượt dọc tại bề mặt tiếp xúc giữa tôn với bản sàn bê tông trong giai đoạn làm việc liên hợp. Chiều dày của tôn sóng định hình từ 0,75 mm đến 1,50 mm, chiều cao phổ thông của sóng từ 40 mm đến 100 mm [2]. Để chống ăn mòn, hai mặt của tôn sóng được mạ kẽm. Giới hạn chảy dẻo của thép có thể đạt tới 460 N/mm^2 . Theo yêu cầu cấu tạo, chiều dày của toàn bộ sàn liên hợp không được nhỏ hơn 80 mm, chiều dày của phần bê tông trên sóng tôn không được nhỏ hơn 40 mm để tránh phá hoại giòn và đảm bảo lớp bảo vệ cho cốt thép [1].

Sàn liên hợp thép-bê tông đã được sử dụng khá phổ biến ở nhiều nước phát triển như Mỹ, Anh, Pháp, Nhật Bản, Úc... Ở Việt Nam, sàn liên hợp là loại kết cấu bắt đầu được áp dụng khá phổ biến trong các công trình công nghiệp, các công trình nhà cao tầng... Tuy nhiên, hiện nay Việt Nam vẫn chưa có tiêu chuẩn thiết kế cho dạng kết cấu này, việc thiết kế chủ yếu dựa trên một số tiêu chuẩn của nước ngoài như EN 1994-1-1:2004 [1], ANSI/SDI C-2017 [3]. Bên cạnh việc áp dụng thực tế, nghiên cứu lý thuyết, thực nghiệm sự làm việc, tính toán kết cấu liên hợp vẫn tiếp tục nhận được nhiều sự quan tâm. Có thể kể đến các nghiên cứu mang tính kiểm chứng lý thuyết như nghiên cứu thực nghiệm về khả năng chịu uốn của sàn liên hợp sử dụng tấm tôn có gân nổi [4]; nghiên cứu thực nghiệm đối với sàn liên hợp để xác định hệ số $m - k$ [5]; đề xuất sử dụng phương pháp cân bằng lực để đánh giá sự trượt dọc của sàn liên hợp [6]; nghiên cứu thực nghiệm và phân tích số sự làm việc chịu uốn của sàn liên hợp nhịp liên tục [7]; nghiên cứu thực nghiệm ứng xử của sàn liên hợp trong trường hợp có hoặc không sử dụng chốt neo đầu sàn [8]; nghiên cứu thực nghiệm về sàn liên hợp như đánh giá ứng xử chịu uốn của kết cấu sàn nhịp đơn liên hợp thép-bê tông theo tiêu chuẩn ANSI/SDI C-2017 [9]; so sánh sự làm việc của sàn liên hợp nhịp đơn và nhiều nhịp [10]; đánh giá ảnh hưởng của mức độ liên kết kháng cắt đến ứng xử uốn của dầm liên hợp thép – bê tông sử dụng liên kết kháng cắt dạng Perfibond bằng thực nghiệm [11]; tối ưu trọng lượng dầm liên hợp thép-bê tông sử dụng dầm thép I không đối xứng [12]; mô phỏng sự làm việc của dầm liên hợp thép-bê tông có bản bụng khoét lỗ [13].

Trong bài báo này, hai mẫu sàn liên hợp thép-bê tông (SP2-1 và SP2-2) được thiết kế và chế tạo tại phòng thí nghiệm LAS 125-XD, Đại học Xây dựng. Các mẫu sàn liên hợp sử dụng tôn sóng định hình loại QL99-50-08 dày 0,8 mm, bê tông cấp bền C25/30 và cốt thép cấu tạo đường kính 6 mm. Mẫu sàn có các kích thước hình học $2800 \times 615 \times 145 \text{ mm}$. Các mẫu sàn sau đó được tiến hành thí nghiệm uốn bốn điểm nhằm đánh giá sự làm việc của sàn liên hợp qua sơ đồ dầm đơn giản. Kết quả thí nghiệm cho phép phân tích các thông số bao gồm sự chảy dẻo của tấm tôn, khả năng chịu tải của sàn, sự trượt dọc giữa tấm tôn và bản sàn bê tông và độ võng của sàn.

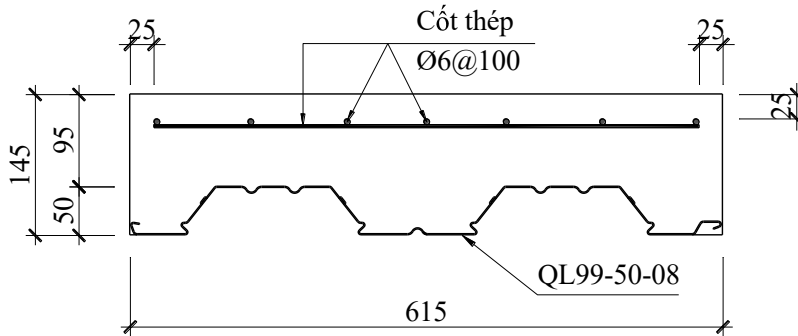
2. Vật liệu, chế tạo mẫu và phương pháp thí nghiệm

2.1. Mẫu thí nghiệm và vật liệu

a. Mẫu thí nghiệm

Trong nghiên cứu này, hai mẫu sàn tương tự nhau về các đặc trưng hình học, tính chất cơ học được chế tạo và ký hiệu là SP2-1 và SP2-2. Việc sử dụng hai mẫu nhằm có sự so sánh, đánh giá và hạn chế sai sót trong quá trình chế tạo mẫu. Chi tiết kích thước hình học và cấu tạo của hai mẫu sàn thí nghiệm được trình bày trên Hình 1. Mẫu sàn có cùng kích thước hình học, trong đó chiều dài, L là 2800 mm, bề rộng của sàn tương đương với bề rộng của một tôn sóng định hình, B là 615 mm, chiều cao tổng

thể của sàn được tính từ bề mặt đáy của tấm tôn đến bề mặt trên của bê tông, H là 145 mm. Sàn liên hợp được bố trí cốt thép cấu tạo đường kính 6 mm, khoảng cách đều 100×100 mm (Hình 1).

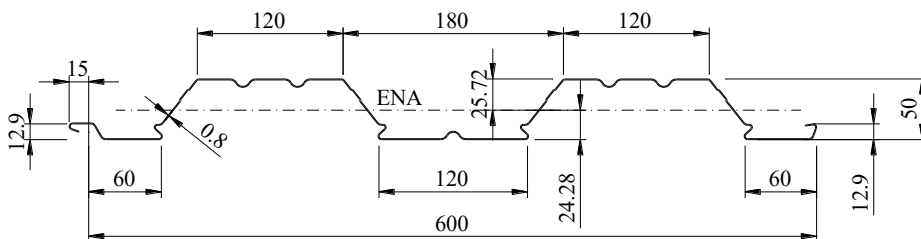


Hình 1. Mặt cắt ngang mẫu sàn thí nghiệm

b. Vật liệu

- Bê tông: Các mẫu thí nghiệm sử dụng bê tông có cấp bền C25/30 với cường độ chịu nén tiêu chuẩn ở 28 ngày tuổi đối với mẫu trụ, f_{ck} là 25 N/mm^2 và mẫu lập phương, f_{cu} là 30 N/mm^2 , mô đun đàn hồi cát tuyến, E_{cm} là 31000 N/mm^2 . Trong quá trình đổ bê tông, các mẫu lập phương có kích thước $150 \times 150 \times 150 \text{ mm}$ cũng đã được chế tạo để kiểm tra khả năng chịu nén thực tế của bê tông. Thí nghiệm nén bê tông đã được thực hiện trên 3 mẫu, tuân theo tiêu chuẩn TCVN 3118:1993 [14]. Cường độ chịu nén trung bình của mẫu ở 9 ngày tuổi là $32,9 \text{ N/mm}^2$, tương ứng với cường độ chịu nén của mẫu trụ, f_{ck} là $27,4 \text{ N/mm}^2$ [15].

- Tôn sóng định hình (decking): Tôn sóng định hình QL99-50-08 loại hai sóng, sóng tôn cao 50 mm, chiều dày 0,8 mm, bề rộng của một tấm tôn là $615 \times 5 \text{ mm}$, vị trí trục trung hòa đàn hồi



Hình 2. Quy cách và các kích thước của tôn sóng định hình

Bảng 1. Đặc trưng hình học của tiết diện nguyên và hiệu quả của QL99-50-08

Tiết diện nguyên		Tiết diện hiệu quả			
		Căng thớ dưới		Căng thớ trên	
$A_p \text{ (mm}^2\text{)}$	$I_p \text{ (mm}^4\text{)}$	$I_{eff} \text{ (mm}^4\text{)}$	$W_{eff} \text{ (mm}^3\text{)}$	$I_{eff} \text{ (mm}^4\text{)}$	$W_{eff} \text{ (mm}^3\text{)}$
618	272000	236578	8380	219079	7801

Trong đó A_p, I_p lần lượt là diện tích và mô men quán tính của toàn bộ tiết diện; I_{eff}, W_{eff} là mô men quán tính và mô men kháng uốn của tiết diện hiệu quả.

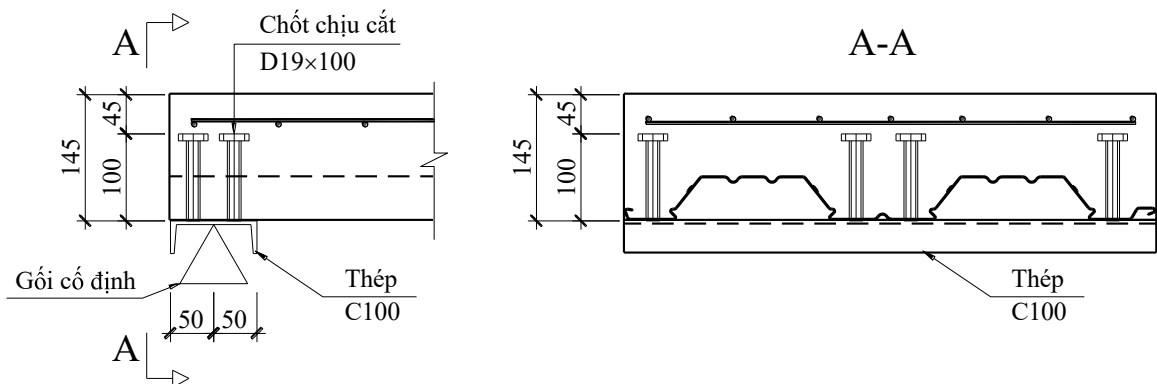
(ENA) tính từ mép dưới là 24,28 mm [16]. Quy cách và các kích thước chi tiết theo mặt cắt ngang của tấm tôn sóng được minh họa trong Hình 2. Giới hạn chảy, f_y và độ bền kéo đứt, f_u của tấm tôn qua thí nghiệm kéo mẫu lần lượt là 307 N/mm² và 432 N/mm². Mô đun đàn hồi của tôn sóng được lấy là 205000 N/mm². Các đặc trưng của tiết diện nguyên và tiết diện hiệu quả được trình bày trong Bảng 1.



Hình 3. Bố trí lưới cốt thép đặt trong sàn liên hợp

- Cốt thép cấu tạo: Lưới thép buộc dùng cốt thép đường kính 6 mm và khoảng cách đều 100 × 100 mm, bố trí dọc chiều dài mẫu thí nghiệm (Hình 3). Khoảng cách bảo vệ cốt thép là 25 mm. Cốt thép có cường độ chịu kéo tiêu chuẩn, f_{sk} là 225 N/mm².

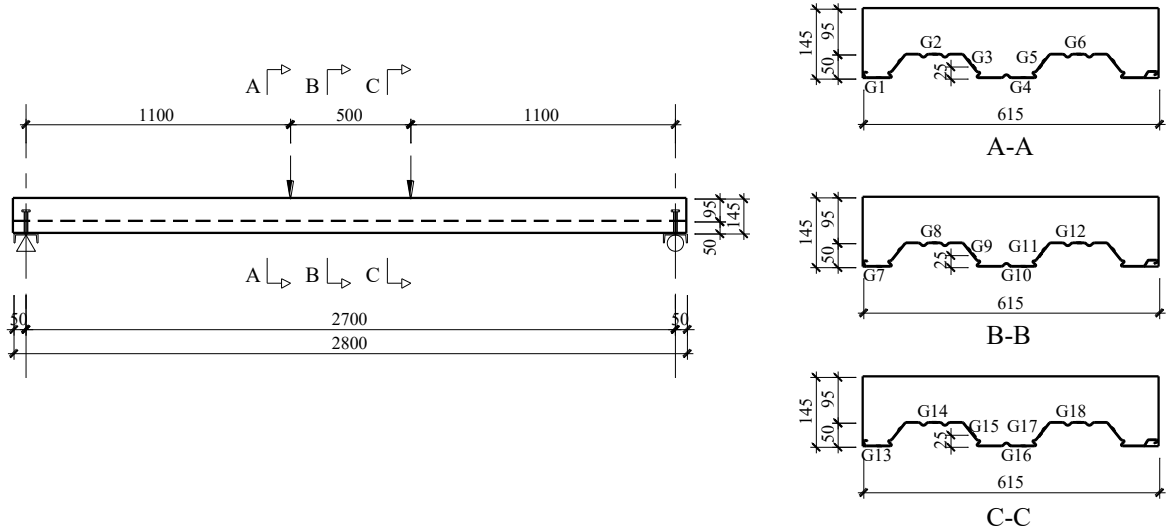
- Chốt liên kết: Các chốt tròn có mũ liên kết có đường kính danh nghĩa 19 mm và chiều cao 100 mm. Độ bền kéo đứt của vật liệu làm chốt là 400 N/mm². Chốt liên kết được hàn bằng thiết bị chuyên dụng để đảm bảo độ đặc chắc và tính đồng nhất giữa các mối hàn. Các chốt liên kết được bố trí tại các vị trí gối tựa. Tại mỗi vị trí gối tựa, 6 chốt được hàn qua tấm tôn, liên kết với bản bụng thép chữ C (Hình 4).



Hình 4. Chi tiết cấu tạo tại vị trí gối tựa của mẫu

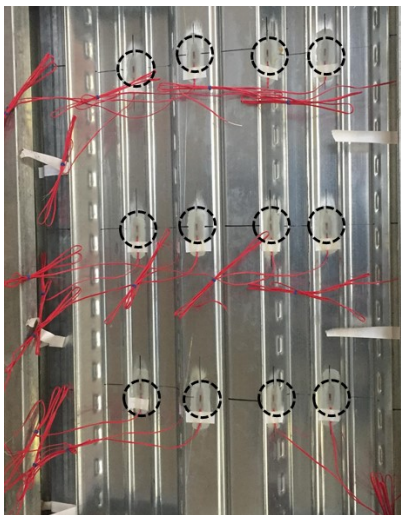
2.2. Chế tạo mẫu thí nghiệm

- Cảm biến đo biến dạng (Strain Gauge): Tổng số 18 cảm biến đo biến dạng, loại KYOWA KFGS-5-120-C1-11 L1M2R được bố trí ở mặt dưới của tôn sóng định hình. Vị trí cũng như ký hiệu của các cảm biến đo biến dạng được thể hiện trên Hình 5.



Hình 5. Bố trí các cảm biến đo biến dạng

- Lắp đặt cảm biến đo biến dạng và đổ bê tông mẫu: Sau khi liên kết tôn sóng định hình với các thanh thép chữ C100 tại hai đầu tấm tôn bằng các chốt chịu cắt D19, tiến hành lắp đặt các cảm biến đo biến dạng tại mặt dưới tấm tôn, ghép cốt pha, lắp đặt cốt thép lớp trên và đổ bê tông như thể hiện trên Hình 6.



(a) Lắp đặt cảm biến đo biến dạng



(b) Ghép cốt pha



(c) Đổ bê tông mẫu

Hình 6. Quá trình chế tạo mẫu sàn thí nghiệm

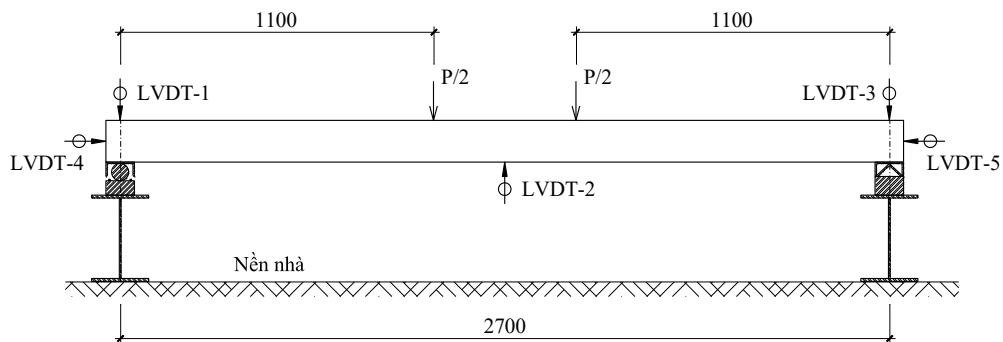
2.3. Phương pháp thí nghiệm

Hai mẫu sàn được lần lượt thí nghiệm theo sơ đồ uốn bốn điểm với nhịp là 2700 mm. Trong thí nghiệm này, hai tải trọng tập trung đặt đối xứng và cách đều gối tựa một khoảng bằng 1100 mm. Tải trọng P tác dụng lên mẫu thí nghiệm do gia tải bằng kích thủy lực 50 kN và thông qua hệ dầm phân tải tạo thành hai lực tập trung có giá trị bằng nhau và bằng một nửa tải trọng đầu kích, ký hiệu là $P/2$. Giá trị của tải trọng đầu kích được đo bằng dụng cụ đo lực điện tử. Mỗi mẫu sàn đều được bố trí 5 dụng cụ đo chuyển vị điện tử (LVDT - Linear Variable Differential Transformer) để đo chuyển vị đứng tại hai gối tựa (LVDT-1 và LVDT-3), tại giữa nhịp (LVDT-2) và đo trượt dọc của sàn bê tông với tôn sóng định hình (LVDT-4 và LVDT-5). Hình 7 minh họa sơ đồ thí nghiệm các mẫu sàn liên hợp.

Giá trị độ võng của mẫu sàn thí nghiệm được xác định từ số liệu đo chuyển vị trên các dụng cụ đo như sau:

$$f = f_2 - \frac{f_1 + f_3}{2} \quad (1)$$

trong đó f_1, f_2, f_3 lần lượt là giá trị chuyển vị được xác định qua các dụng cụ đo LVDT-1, LVDT-2 và LVDT-3. Các dụng cụ đo lực và đo chuyển vị được kết nối với bộ thu và xử lý số liệu TDS530, cho phép ghi nhận tự động các giá trị đo.



(a) Sơ đồ thí nghiệm



(b) Hình ảnh sơ đồ thí nghiệm

Hình 7. Sơ đồ và hình ảnh thí nghiệm

Quy trình thí nghiệm được thực hiện theo chỉ dẫn của EN 1994-1-1:2004, bao gồm các bước chính như sau:

- Bước 1: Lắp đặt kết cấu sàn, hệ khung gia tải và các dụng cụ, thiết bị đo theo đúng sơ đồ thí nghiệm (Hình 7).

- Bước 2: Tiến hành gia tải thử để kiểm tra sự làm việc của các dụng cụ, thiết bị đo và sự ổn định của hệ thí nghiệm. Giá trị tải trọng thử lấy bằng 10% tải trọng thí nghiệm và giữ trong vòng 5 ± 1 phút, sau đó hạ tải về 0. Các số đọc trên dụng cụ đo được hiệu chỉnh về 0 trước khi bắt đầu thí nghiệm.

- Bước 3 (Chu trình 1): Tiến hành tăng tải trọng cho đến khi giá trị tải trọng bằng tải trọng thí nghiệm P thì dừng lại và giữ trong vòng 5 ± 1 phút, sau đó hạ tải từ từ về 0.

- Bước 4 (Chu trình 2): Tiến hành tăng tải trọng cho đến khi giá trị tải trọng bằng 1,5 lần tải trọng thí nghiệm thì dừng lại và giữ trong vòng 5 ± 1 phút, sau đó hạ tải từ từ về 0.

- Bước 5 (Chu trình 3): Tiến hành tăng tải trọng cho đến khi mẫu thí nghiệm bị phá hoại hoàn toàn.

Khi thực hiện thí nghiệm, tải trọng tác dụng lên kết cấu cần được tăng một cách liên tục, đều đặn và không gây ra lực xung cho đến khi tải trọng đạt giá trị mong muốn. Tốc độ tăng tải được kiểm soát không vượt quá 20% tải trọng thí nghiệm trong một phút. Trong quá trình thực hiện, quan sát sự làm việc của kết cấu sàn, xác định thời điểm xuất hiện vết nứt đầu tiên và theo dõi sự phát triển của bề rộng vết nứt. Giá trị tải trọng thí nghiệm được xác định dựa trên giá trị mô men bền dẻo dương của tiết diện sàn liên hợp và giá trị độ võng cho phép của mẫu sàn thí nghiệm được lấy là $[f] = L/200 = 13,5 \text{ mm}$, theo EN 1994-1-1:2004 [1].

3. Phân tích sự làm việc chịu uốn của sàn nhịp đơn liên hợp thép – bê tông

3.1. Xác định khả năng chịu lực của sàn khi tính toán theo lý thuyết

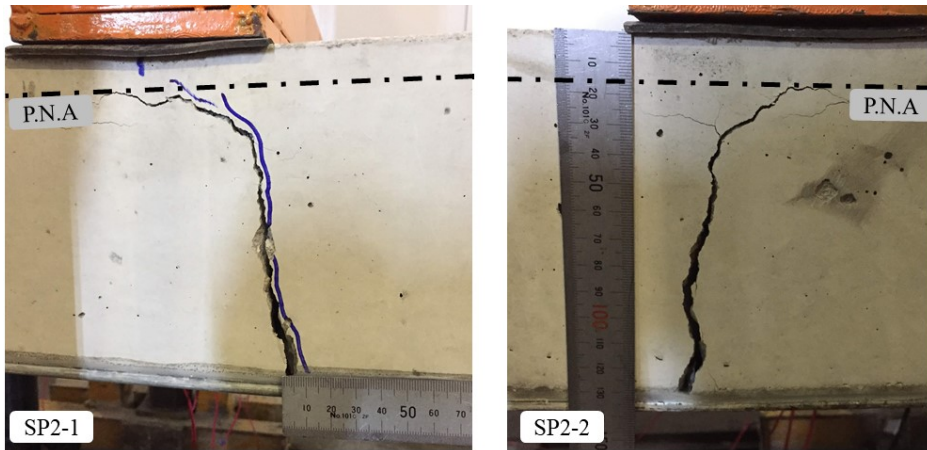
Sàn liên hợp được tính toán theo trạng thái giới hạn cực hạn và trạng thái giới hạn về sử dụng [15]. Kết quả tính toán theo lý thuyết được trình bày trong Bảng 2.

Bảng 2. Kết quả tính toán sàn liên hợp theo EN 1994-1-1:2004 [1]

Thông số	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị
Vị trí trục trung hòa dẻo tính từ mặt trên của sàn	x_{pl}	13,25	mm
Mô men bền dẻo dương của sàn	$M_{pl,Rd}^+$	21,65	kNm
Tải trọng tác dụng lên sàn theo mô men bền dẻo không kể đến trọng lượng bản thân và giá chia tải	P	33,23	kN
Độ võng cho phép	$[f]$	13,5	mm
Vị trí trục trung hòa đàn hồi tính từ mặt trên sàn (khi phần bê tông chịu kéo được coi là bị nứt)	x_c	40,09	mm
Momen quán tính của tiết diện trên đoạn có vết nứt trong vùng chịu kéo	I_{cc}	$5,621 \times 10^6$	mm^4
Tải trọng tác dụng lên sàn theo độ võng cho phép	P_{ser}	33,73	kN

3.2. Vị trí trục trung hòa dẻo (P.N.A)

Vết nứt của hai mẫu sàn bắt đầu xuất hiện và phát triển theo phương đứng tính từ bề mặt tiếp xúc giữa bê tông với tôn sóng được trình bày trên Hình 8. Thời điểm mẫu sàn bị phá hoại, hướng phát triển của vết nứt có xu hướng chuyển từ phương đứng thành phương ngang. Vị trí chuyển tiếp này tương ứng với vị trí trục trung hòa dẻo (Plastic Neutral Axis - P.N.A) của tấm sàn tại thời điểm bắt đầu bị phá hoại. Vị trí trục trung dẻo trong cả hai mẫu sàn là giống nhau, cách mặt trên của sàn khoảng 15 mm, tương đương với giá trị tính toán theo EN 1994-1-1:2004 (13,25 mm).



Hình 8. Vị trí trục trung hòa dẻo dựa trên sự phát triển vết nứt bê tông của mẫu thí nghiệm

3.3. Biểu đồ quan hệ giữa tải trọng và độ võng của mẫu sàn thí nghiệm

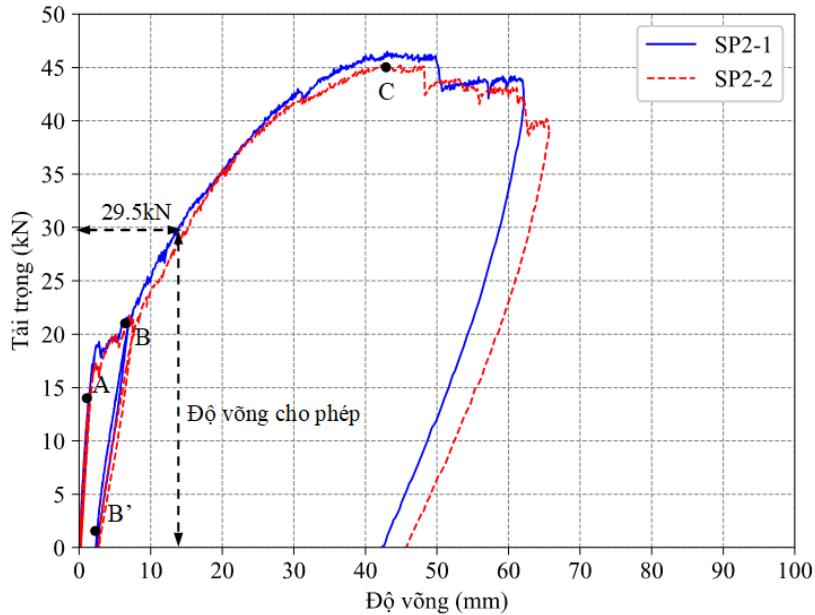
Trong quá trình thí nghiệm, độ võng tại giữa nhịp của sàn được xác định theo công thức (1) tương ứng với từng cấp tải trọng. Mỗi quan hệ giữa tải trọng và độ võng ở giữa nhịp của hai mẫu sàn liên hợp SP2-1 và SP2-2 được trình bày trên Hình 9 (không bao gồm trọng lượng bản thân sàn và hệ dầm chia tải).

Tấm sàn bị phá hoại khi tải trọng thí nghiệm trung bình đạt 45,59 kN, tương ứng với độ võng trung bình tại giữa nhịp là 43 mm. Có thể nhận thấy trên Hình 9, biểu đồ quan hệ giữa tải trọng và độ võng của hai mẫu SP2-1 và SP2-2 có hình dạng giống nhau và có thể chia sự làm việc của sàn tương ứng với từng chu trình gia tải như sau:

Chu trình 1: tương ứng với đoạn OA, tải trọng được tăng dần từ 0 đến 14,1 kN. Trong giai đoạn này quan hệ giữa tải trọng và độ võng là tuyến tính. Khi tải trọng giảm dần về 0 thì đường quan hệ giữa tải trọng và độ võng trùng với đường gia tải cho sàn. Ứng xử của sàn liên hợp trong đoạn OA là đàn hồi tuyến tính.

Chu trình 2: tải trọng được tăng dần từ 0 đến 21,15 kN (150% tải trọng thí nghiệm) tương ứng với đoạn OB và sau đó giảm dần về 0, tương ứng với đoạn BB'. Quan hệ giữa tải trọng và độ võng đoạn AB là phi tuyến, tại vị trí điểm B vết nứt đã xuất hiện. Chuyển vị dư đạt xấp xỉ 3 mm.

Chu trình 3: tải trọng tăng dần từ 0 đến lúc sàn bị phá hoại. Giai đoạn này được thể hiện trên đoạn B'BC. Mỗi quan hệ giữa tải trọng và độ võng trên đoạn B'B là tuyến tính, trên đoạn BC là phi tuyến. Độ võng tăng đồng thời với tải trọng tác dụng. Điểm C tương ứng với thời điểm mẫu thí nghiệm bị phá hoại hoàn toàn, cho phép xác định giá trị tải trọng giới hạn tác dụng lên sàn là 45,59 kN. Sau điểm C mẫu sàn liên hợp không còn khả năng chịu lực.



Hình 9. Biểu đồ quan hệ giữa tải trọng – độ võng của hai mẫu sàn thí nghiệm

Các giá trị tải trọng đặc trưng của sàn xác định từ thực nghiệm và tính toán theo EN 1994-1-1:2004 được trình bày trong Bảng 3. Các giá trị này bao gồm tải trọng P_{ser} tương ứng với độ võng cho phép (13,5 mm) và tải trọng gây phá hoại sàn P_{ult} .

Bảng 3. Tải trọng tương ứng với độ võng cho phép của sàn theo thí nghiệm và lý thuyết

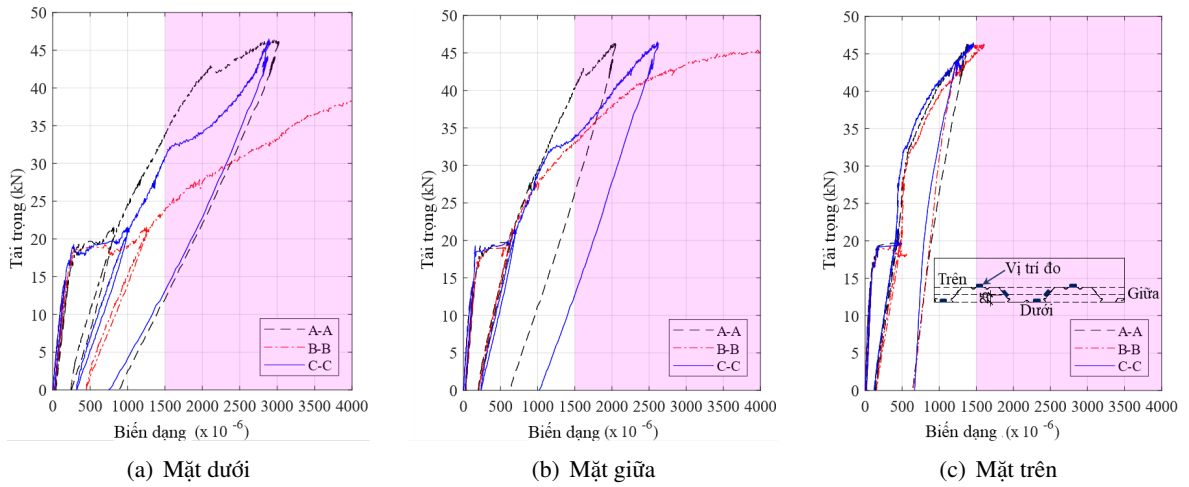
Mẫu sàn	P_{ser} (kN)			P_{ult} (kN)
	EN 1994-1-1:2004	Thí nghiệm	Sai số	
SP2-1	33,73	29,49	12,6%	46,09
SP2-2	33,73	27,99	17,0%	45,09
Trung bình	33,73	28,74	14,8%	45,59

Quan hệ giữa tải trọng thí nghiệm và biến dạng của tấm tôn của mẫu sàn SP2-1 được thể hiện trên Hình 10. Vị trí mặt cắt được thể hiện ở Hình 5. Tại mỗi mặt cắt, biến dạng của sóng tôn được đo tại ba mặt đó là mặt dưới, mặt giữa và mặt trên của tôn sóng.

Tại thời điểm biến dạng của tấm tôn đạt 1497×10^{-6} (0,15%) thì vật liệu đạt tới giới hạn chảy (307 N/mm^2) và bắt đầu chuyển sang chảy dẻo. Thời điểm mẫu sàn bị phá hoại tại giá trị tải trọng thí nghiệm 46,09 kN thì tất cả các vị trí đo trên các mặt cắt của tôn sóng đều đã chảy dẻo. Hình 10 cho thấy tôn sóng bắt đầu chảy dẻo từ mặt dưới tại chính giữa nhịp của sàn (Hình 10(a), mặt cắt B-B), sau đó phát triển ra hai bên và lên phía trên theo chiều cao của tôn sóng. Các kết quả này hoàn toàn phù hợp với sự làm việc dẻo của sàn và phù hợp với lý thuyết tính toán.

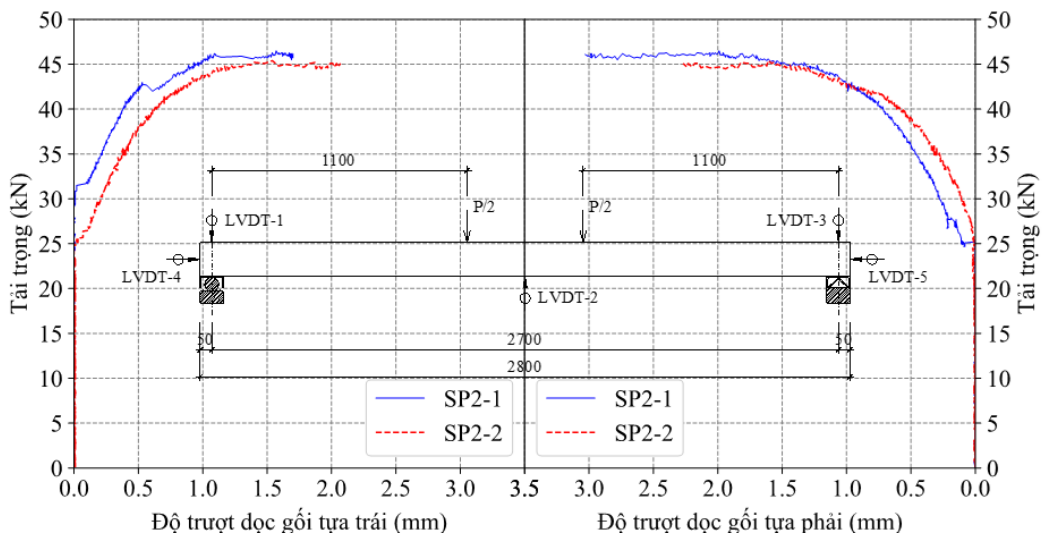
Theo như kết quả được tổng hợp ở Bảng 3 về giá trị tải trọng tương ứng với độ võng cho phép của sàn theo thí nghiệm và lý thuyết, ta thấy: Giá trị tải trọng tác dụng P_{ser} tương ứng với độ võng cho phép theo thí nghiệm của mẫu sàn SP2-1 bằng 87,4% và mẫu sàn SP2-2 bằng 83,0% so với giá trị theo EN-1994-1-1. Sự sai khác như vậy có thể do ảnh hưởng của cường độ bê tông, mô đun đàn hồi

của mẫu thí nghiệm xác định các đặc trưng cơ học ($150 \times 150 \times 150$ mm) so với mẫu sàn làm việc thực tế ($2800 \times 615 \times 145$ mm).



Hình 10. Biểu đồ quan hệ giữa tải trọng – biến dạng tôn sóng của mẫu sàn SP2-1

Độ trượt dọc giữa bê tông với tôn sóng được đo bằng các dụng cụ đo chuyển vị điện tử LVDT-4 và LVDT-5 được đặt tại hai đầu sàn. Trên Hình 11, khi tải trọng thí nghiệm đạt giá trị 25 kN thì bắt đầu xuất hiện trượt dọc giữa bê tông với tôn sóng. Lúc này các chốt neo ở đầu sàn sẽ bắt đầu làm việc và đóng vai trò như là điểm giữ.



Hình 11. Độ trượt dọc tương đối giữa bê tông so với tôn sóng của mẫu sàn

Có thể nhận thấy trên Hình 9, sau khi xảy ra hiện tượng trượt dọc giữa bê tông với tôn sóng tại giá trị tải trọng thí nghiệm 25 kN, tải trọng và độ võng đồng thời cùng tăng cho đến khi sàn bị phá hoại. Điều này đồng nghĩa với việc ứng xử của sàn là phá hoại dẻo [17]. Kết quả này cũng thu được từ nghiên cứu thực nghiệm ứng xử của sàn liên hợp trong trường hợp sử dụng chốt neo đầu sàn [8].

Cần lưu ý rằng đối với tấm sàn liên hợp khi không sử dụng chốt neo đầu sàn, phá hoại của sàn được xem xét là phá hoại giòn hoặc phá hoại dẻo tùy thuộc vào tải trọng tại thời điểm độ trượt dọc bằng 0,1 mm so với tải trọng tại thời điểm sàn bị phá hoại. Sàn được xem là phá hoại dẻo khi tải trọng phá hoại vượt quá 10% tải trọng gây ra độ trượt bằng 0,1 mm, và ngược lại thì sàn bị phá hoại giòn [1].

4. Kết luận

Trong nghiên cứu này, hai mẫu sàn liên hợp nhịp đơn đã được chế tạo và tiến hành thí nghiệm uốn bốn điểm kiểm tra sự làm việc theo các trạng thái giới hạn về chịu lực và giới hạn sử dụng. Các mẫu được chế tạo ở tỷ lệ 1:1. Thí nghiệm uốn bốn điểm được thực hiện theo các quy định của tiêu chuẩn EN 1994-1-1:2004. Bên cạnh việc phân tích sự làm việc, xác định các giá trị cực hạn ứng với hai trạng thái giới hạn, việc tính toán lý thuyết cũng đã được tiến hành. Thông qua việc phân tích lý thuyết thực nghiệm nhận thấy rằng giá trị tải trọng thí nghiệm trung bình tương ứng với độ võng cho phép 13,5 mm là 28,74 kN, giá trị tải trọng ở thời điểm này nhỏ hơn so với kết quả xác định theo lý thuyết (33,73 kN) và bằng 63,0% so với tải trọng thí nghiệm cực hạn gây phá hoại mẫu (45,59 kN). Khi tải trọng thí nghiệm đạt đến 25 kN, độ trượt dọc giữa bê tông với tôn sóng được ghi nhận và tăng nhanh đến 3 mm. Sau khi xảy ra hiện tượng trượt dọc giữa bê tông với tôn sóng tại giá trị tải trọng thí nghiệm 25 kN, tải trọng và độ võng đồng thời cùng tăng cho đến khi sàn bị phá hoại. Điều này đồng nghĩa với việc ứng xử của sàn là phá hoại dẻo.

Thông qua phân tích thực nghiệm-lý thuyết sự làm việc của sàn liên hợp, chúng ta thấy rằng ứng xử chịu uốn của sàn trong thực thể phù hợp với lý thuyết tính toán, thể hiện qua sự qua vị trí trục trục hòa dẻo và ứng xử của sóng tôn. Đồng thời khi bố trí đủ liên kết chịu trượt, ứng xử của sàn được đặc trưng bởi sự làm việc dẻo.

Tài liệu tham khảo

- [1] EN 1994-1-1 (2004). *Eurocode 4: Design of steel and concrete composite structures, part 1.1: General rules and rules for building*.
- [2] Tuan, V. A. (2004). *Steel-concrete composite structure: Slabs, beams and columns for buildings*.
- [3] American National Standards Institute/Steel Deck Institute (2017). *ANSI/SDI C-2017 Standard for Composite Steel Floor Deck-Slabs*.
- [4] Mistakidis, E. S., Dimitriadis, K. G. (2008). [Bending resistance of composite slabs made with thin-walled steel sheeting with indentations or embossments](#). *Thin-Walled Structures*, 46(2):192–206.
- [5] Marimuthu, V., Seetharaman, S., Jayachandran, S. A., Chellappan, A., Bandyopadhyay, T. K., Dutta, D. (2007). [Experimental studies on composite deck slabs to determine the shear-bond characteristic values of the embossed profiled sheet](#). *Journal of Constructional Steel Research*, 63(6):791–803.
- [6] Abdullah, R., Easterling, W. S. (2009). [New evaluation and modeling procedure for horizontal shear bond in composite slabs](#). *Journal of Constructional Steel Research*, 65(4):891–899.
- [7] Gholamhoseini, A. (2018). [Experimental and finite element study of ultimate strength of continuous composite concrete slabs with steel decking](#). *International Journal of Advanced Structural Engineering*, 10(1):85–97.
- [8] Abbas, H. S., Bakar, S. A., Ahmadi, M., Haron, Z. (2015). [Experimental studies on corrugated steel-concrete composite slab](#). *Journal of the Croatian Association of Civil Engineers*, 67(2).
- [9] Linh, N. N., Hiếu, N. T., Tân, N. N. (2018). [Thí nghiệm thử tải đánh giá ứng xử chịu uốn của kết cấu sàn nhịp đơn liên hợp thép – bê tông theo tiêu chuẩn SDI T-CD-2017](#). *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng (KHCN XD) - ĐHXD*, 12(7):34–44.
- [10] Linh, N. N., Tân, N. N. (2019). [Thực nghiệm so sánh sự làm việc và khả năng chịu lực của kết cấu sàn liên hợp thép - bê tông nhịp đơn và nhiều nhịp chịu tải trọng tĩnh](#). *Tạp chí Xây dựng*, (5-2019):224–231.

- [11] Nhân, L. V. P., Đức Vinh, B., Đức Duy, H., Sơn, L. T., Tín, L. T. H. (2021). [Ảnh hưởng của mức độ liên kết kháng cắt đến ứng xử uốn của dầm liên hợp thép – bê tông sử dụng liên kết kháng cắt dạng Perfbond: Phương pháp thực nghiệm](#). *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng (KHCNXD) - ĐHXD*, 15(1V):37–47.
- [12] Tuấn, V. A. (2013). [Thiết kế tối ưu trọng lượng dầm liên hợp thép-bê tông sử dụng dầm thép I không đối xứng](#). *Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng (KHCNXD)-ĐHXD*, 7(2):21–28.
- [13] Kiên, N. T., Hiếu, N. T., Hoàng, N. N. (2020). Phân tích sự làm việc của dầm liên hợp thép - bê tông khoét lỗ bản bụng bằng phương pháp mô phỏng số. *Tạp chí Xây dựng*, 1:29–32.
- [14] Bộ Khoa học Công nghệ Việt Nam (1993). *Bê tông nặng - Phương pháp xác định cường độ chịu nén*.
- [15] EN 1992-1-1 (2004). *Eurocode 2: Design of concrete structures, part 1.1: General rules and rules for building*.
- [16] JFE Metal Products & Engineer Inc. *Deck plates for Composite Slab Structure QL Deck*.
- [17] Crisnel, M. (1996). [Recent Developments in Steel/Concrete Composite Slabs](#). *Structural Engineering International*, 6(1):41–41.